

钢管再生混凝土框架抗震强度与刚度试验研究*

张向冈^{1,2}, 陈宗平², 薛建阳²

(1. 河南理工大学土木工程学院, 河南 焦作 454000; 2. 广西大学土木建筑工程学院, 南宁 530004)

摘要: 为研究低周反复荷载作用下钢管再生混凝土框架的强度与刚度, 进行了一根圆钢管和一根方钢管的再生混凝土柱-钢筋再生混凝土梁框架试件的拟静力试验, 实测试件的破坏机制、滞回曲线、强度衰减和刚度退化等, 探讨单层单跨钢管再生混凝土框架的层间受剪承载力和刚度设计方法。研究表明: 试件满足了“强柱弱梁、强剪弱弯”的抗震设计要求, 滞回曲线基本对称, 同级循环位移下试件的强度衰减和刚度退化大致经历一个由多到少再到多的过程。建议采用柱端弹性弯矩法或柱顶塑性铰法或柱底塑性铰法, 进行单层单跨钢管再生混凝土框架的层间受剪承载力的设计计算, 本文采用的方法可以用于钢管再生混凝土框架初始弹性层间刚度的估算。

关键词: 钢管再生混凝土框架; 拟静力试验; 强度计算; 刚度计算

中图分类号: TU398 文献标识码: A 文章编号: 1672-2132(2015)06-0799-08

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2015.06.015

Test Study on Seismic Strength and Rigidity of Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tube Frame

ZHANG Xianggang^{1,2}, CHEN Zongping², XUE Jianyang²

(1. School of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: To study strength and rigidity of recycled aggregate concrete filled steel tube (RACFST) frame under low cycle reversed loading, the quasi-static tests of one frame specimen of recycled aggregate concrete filled circular steel tube column versus reinforced recycled aggregate concrete beam and one frame specimen of recycled aggregate concrete filled square steel tube column versus reinforced recycled aggregate concrete beam were carried out. The failure mechanism, hysteretic curve, strength attenuation and rigidity degeneration were measured, The design methods of shear bearing capacity between the interstory and rigidity for the one-story, one-bay RACFST frame were explored. Results show that the seismic design requirements of strong column and weak beam, strong shear capacity and weak bending capacity are met; The hysteretic curves are symmetrical basically; Strength attenuation and rigidity degeneration change roughly from much to a little then much under the same grade of cyclic displacement; It is suggested the method of elastic bending moment at the column end or plastic hinge at the column top or plastic hinge at the column bottom can be applied to the design calculation of shear bearing capacity between the interstory for the one-story, one-bay RACFST frame, and the method adopted in this paper may be used to estimate original-elastic interstory rigidity of RACFST frame.

Keywords: recycled aggregate concrete filled steel tube frame; quasi-static test; strength calculation; rigidity calculation

* 收稿日期: 2014-12-31; 修回日期: 2015-03-16

基金项目: 河南省高等学校重点科研项目(15A560008)、河南理工大学博士基金项目(B2015-72)资助

作者简介: 张向冈(1986-), 男, 讲师, 博士。主要从事钢与混凝土组合结构研究。Email: xgzhang@hpu.edu.cn

引言

钢管再生混凝土 (Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tube, 简称 RACFST) 结构不仅能够继承钢管普通混凝土结构的承载力高、抗震性能好、施工便捷、经济性好等一系列优点, 还有效地解决了建筑垃圾资源化再利用的问题。故在抗震设防区的高层及超高层建筑、震后建筑垃圾的处理及建筑物的重建等方面具有良好的应用前景^[1], 因此, 很有必要对 RACFST 结构进行深入而又系统的研究。目前, 对 RACFST 结构抗震性能的研究主要停留在构件层面上, 在结构层面上的研究文献非常少。已有研究表明^[2-4]: RACFST 柱的滞回性能与钢管普通混凝土相似或略有改变, 此类新型构件应用于地震区中低轴压比的情况是可行的。

文献 [5-6] 研究表明: 基于抗震性能指标, RACFST 构件可以应用于工程承重结构之中, 从而解决了建筑垃圾污染和天然骨料短缺的问题。在此基础上, 本文对 RACFST 框架的抗震性能尤其是强度和刚度进行试验研究与理论分析, 为 RACFST 结构的抗震设计与应用提供参考和借鉴。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验采用的再生混凝土 (Recycled Aggregate Concrete, 简称 RAC) 强度等级为 C40, 再生粗骨料替代率为 100%, 1 m³ RAC 配合比为水泥: 砂: 再生粗骨料: 水 = 435.7 : 564.3 : 1115.2 : 204.8。再生粗骨料的粒径范围为 5~20 mm, 表观密度和吸水率分别为 2655 kg/m³ 和 3.16%。

RACFST 框架试件立面如图 1 所示。圆形框架试件钢筋再生混凝土梁纵筋体积配筋率为 2.50%, 加密区配箍率为 0.57%, 非加密区配箍率为

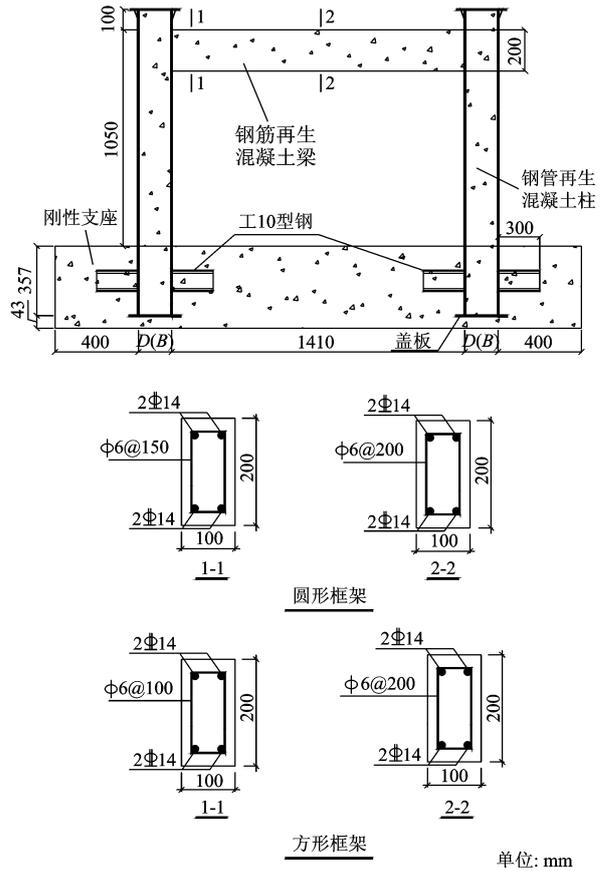


图 1 试件立面

Fig. 1 Elevation of specimens

注: D 为圆钢管外径; B 为方钢管外边长

0.38%; 方形框架试件钢筋再生混凝土梁纵筋体积配筋率为 1.73%, 加密区配箍率为 0.75%, 非加密区配箍率为 0.38%; 在钢管顶部焊接 8 mm 厚的盖板以及预留 100 mm 高的 RACFST 柱, 用以有效地传递轴压力。试件的具体设计参数见表 1。钢管牌号为 Q235, 由于加载末期, RACFST 柱的竖向力大部分由核心 RAC 承担, 为了反映 RACFST 柱最终的传力路径和受力状态, 选取的轴压比只与 RAC 有关。即轴压比 $n = N / f_c A_c$, 其中, N 为试验过程中所施加的轴向力, f_c 为实测的 RAC 轴心抗压强度, n 取 0.8。

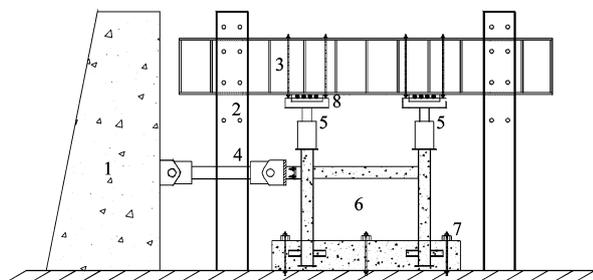
表 1 试件具体设计参数

Table 1 Design parameters of specimens

编号	钢管截面形式	RACFST 柱/mm		钢筋再生混凝土梁/mm				含钢率	框架柱套箍系数
		截面	柱高	截面	梁跨	实测纵筋直径	实测箍筋直径		
KJ-1	圆形	$\phi 166.2 \times 4.6$	950	100×200	1576.2	12.63	6.00	0.12	1.36
KJ-2	方形	150.9×5.0	950	100×200	1576.2	10.50	6.00	0.15	1.62

1.2 加载装置

加载装置如图 2 所示。首先通过两个 1500 kN 油压千斤顶在柱顶同步施加至相同的设计竖向荷载,水平荷载采用力和位移联合控制的方式,试件屈服前,采用荷载控制分级加载,每级荷载循环一次;试件屈服后,采用位移控制,取屈服位移 Δ_y 的倍数为级差进行控制加载,每级位移循环 3 次,直至荷载下降到峰值荷载的 80% 以下时停止试验。



1. 钢筋混凝土反力墙; 2. 竖向反力钢柱; 3. 反力钢梁(与反力钢柱通过高强螺栓连接); 4. 拉压电液伺服作动器; 5. 油压千斤顶; 6. 试件; 7. 钢结构压梁; 8. 滚轮装置

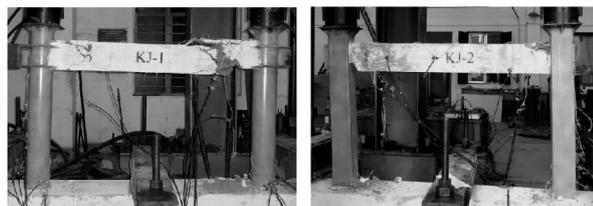
图 2 加载装置

Fig. 2 Loading device

2 试验结果与分析

2.1 破坏机制

(1)试件 KJ-1 和 KJ-2 的破坏形态如图 3 所示。试件 KJ-1 梁端首先产生弯曲裂缝,随后在梁跨 $1/7 \sim 1/6$ 处逐渐发展成为临界斜裂缝,最后导致剪压区 RAC 保护层被掀起,形成较为明显的弯剪塑性铰。试件 KJ-1 柱底钢管达到屈服应变,因受弯而出现弹塑性屈曲。试件 KJ-2 梁端主要以弯曲裂缝为主,破坏时形成弯曲塑性铰。试件 KJ-2 柱底钢管出现水平鼓曲。试件 KJ-1 和 KJ-2 均是梁先出铰,柱后出铰,表明 RACFST 框架试件属于梁铰破坏机制,满足了“强柱弱梁”的抗震设计要求。试件 KJ-1



(a) KJ-1

(b) KJ-2

图 3 试件整体破坏形态

Fig. 3 Overall failure modes of specimens

和 KJ-2 的出铰顺序如图 4 所示。

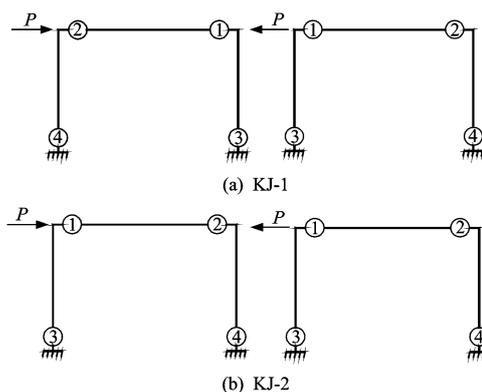


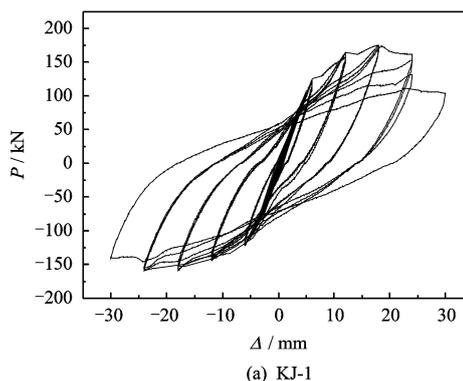
图 4 试件塑性铰形成顺序

Fig. 4 Forming order of plastic hinge of specimens

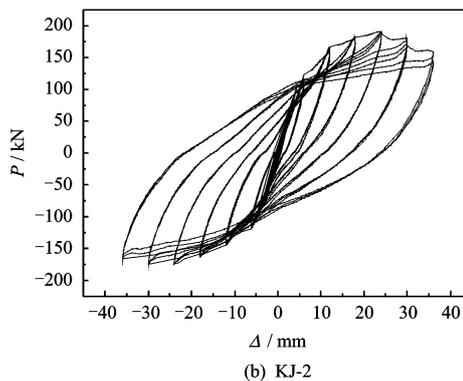
(2)试件 KJ-1 梁端出现弯剪破坏,试件 KJ-2 梁端出现弯曲破坏,破坏形态均能满足“强剪弱弯”的抗震设计要求。

2.2 荷载—顶点位移滞回曲线

试验实测的试件荷载 (P)—顶点位移 (Δ) 滞回曲线如图 5 所示。可见试件 KJ-1 和 KJ-2 的滞回曲线基本对称,具有较好的稳定性。在整个试验过程中,滞回曲线没有捏缩,这主要是因为外部钢管对



(a) KJ-1



(b) KJ-2

图 5 试件滞回曲线

Fig. 5 Hysteretic curves of specimens

核心 RAC 的横向约束作用,提高了核心 RAC 的强度及变形性能,核心 RAC 不会因为开裂、压碎而引起整个框架试件侧向刚度的突变。总体上,滞回曲线呈现出比较饱满的梭形,试件的耗能能力良好。

2.3 强度衰减

同级循环位移下试件 KJ-1 和 KJ-2 的强度衰减如图 6 所示,图中 Δ_y 为屈服位移; P_i 为某一控制位移下第 i 次循环的控制位移荷载, i 取 1、2、3; P_{j1} 表示第 j 级循环位移下第 1 次循环的控制位移荷载, j 取 1、2、3、4、5…。可见试件的强度衰减大致经历了一个由多到少再到多的过程,位控加荷初期,梁端出现较多弯曲裂缝,承载力首次出现较大幅度的衰减,试件 KJ-1 和 KJ-2 的最大强度衰减分别达到 0.967 和 0.950;随着加载的进行,裂缝受到梁内纵筋及箍筋的抑制,新裂缝不再出现,梁端裂缝基本出齐,原有裂缝不再延伸,仅仅略加宽,钢筋再生混凝土梁承载力降幅不多,受钢筋再生混凝土梁的影响,在循环位移分别达到 $\pm 3\Delta$ 和 $\pm 4\Delta$ 时,试件 KJ-1 和 KJ-2 的强度衰减达到最少,试件 KJ-1 最少为 0.983,试件 KJ-2 最少为 0.990;随着柱端塑性铰的出现、发展,强度衰减再次增多,加载结束时,强度衰减达到最多,试件 KJ-1 最多为 0.814,试件 KJ-2 最多为 0.889。

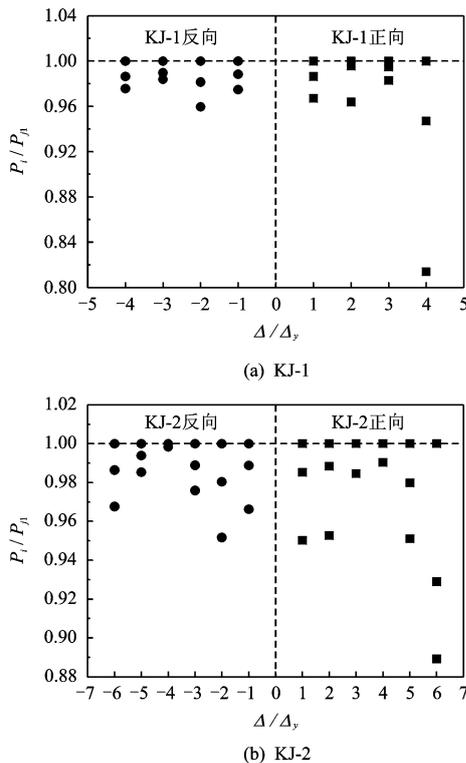


图 6 试件强度衰减

Fig. 6 Strength attenuation of specimens

2.4 刚度退化

同级循环位移下试件 KJ-1 和 KJ-2 的刚度退化如图 7 所示,图中 K_i 为同一级循环位移下每一次循环的割线刚度, i 取 1、2、3; K_{j1} 为每级循环位移下第一次循环的割线刚度。可见与强度衰减规律相似,试件 KJ-1 和 KJ-2 的刚度退化同样大致经历了一个由多到少再到多的过程。刚度首次出现较大幅度的衰减时,试件 KJ-1 和 KJ-2 的最多刚度退化分别达到 0.970 和 0.954;在循环位移分别达到 $\pm 3\Delta$ 和 $\pm 4\Delta$ 时,最少刚度退化分别达到 0.989 和 0.994;刚度再次出现较大幅度的衰减时,试件 KJ-1 和 KJ-2 的刚度退化最多分别达到 0.896 和 0.920。

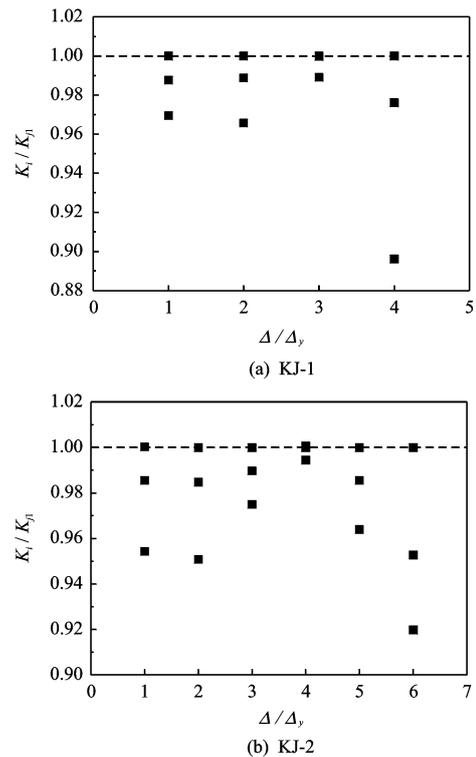


图 7 同级循环位移下试件的刚度退化

Fig. 7 Rigidity degeneration of specimens under the same grade of displacement

各级循环位移下试件刚度退化如图 8 所示。可见随着循环位移的增加,割线刚度逐渐减小,在整个试验过程中,刚度退化由快到慢。这是因为试件整体屈服之前新裂缝出现较多,使得承载力的增长速率小于位移的增长速率,刚度退化较为迅速,达到峰值荷载后,随着梁端塑性铰的发展以及柱端塑性铰的出现,良好的变形能力使得承载力下降较慢,此时承载力的减小速率小于位移的增长速率,刚度退化较为缓慢。

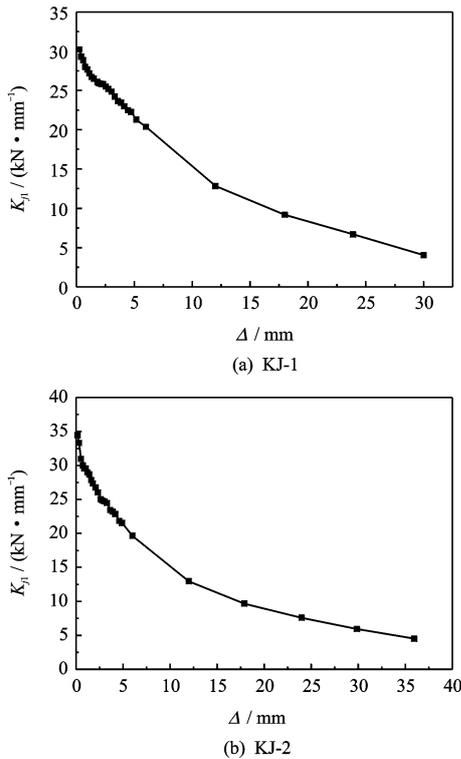


图 8 各级循环位移下试件的刚度退化
Fig. 8 Rigidity degeneration of specimens under every grade of displacement

3 强度计算

在框架弹塑性地震反应计算和抗震鉴定时,层间受剪承载力是一个重要的控制参数。研究表明^[7]:柱底塑性铰法计算多层多跨钢筋混凝土结构层间受剪承载力较为简便,而且可以给出较为适中和符合实际的计算结果。本文所设计的单层单跨框架属于一种特殊的框架形式,并基于柱端弹性弯矩法、柱顶塑性铰法和柱底塑性铰法,探讨适合于单层单跨 RACFST 框架强度的合理计算方法。

由试验结果可知,RACFST 框架试件发生了梁铰破坏,属于非强梁弱柱型,且 RACFST 柱因弯曲而破坏,这是上述 3 种计算方法的适用前提。框架的层间受剪承载力由层间各柱的受剪承载力组成,当各柱的破坏形式相同时,层间受剪承载力近似等于各柱的受剪承载力的总和。

框架是否属于非强梁弱柱型,需进行节点类型的判定。当 $\sum M_{yc} > \sum M_{yb}$ 时,节点为弱梁型,反之则为强梁型。其中, $\sum M_{yb}$ 和 $\sum M_{yc}$ 分别为同一节点处梁端和柱端的实际屈服弯矩之和,即按照实际

配筋和材料强度的标准值计算所得的屈服弯矩,本文试验所用的钢管和 RAC 分别取实测值。对于弱梁型节点,梁端首先屈服,相应柱端可能处于弹性状态,也可能在柱底或柱顶出现塑性铰。相应地,框架层间受剪承载力的 3 种计算方法如下所示。

3.1 柱端弹性弯矩法

基本原理:梁端首先屈服,相应柱端处于弹性工作状态。弹性弯矩可用式(1)、式(2)表示。

对于本层柱上端节点:

$$M_{ycb}^t = \sum M_{yb}^t \times \frac{i_c}{i_c + i_{c+1}} \quad (1)$$

对于本层柱下端节点:

$$M_{ycb}^b = \sum M_{yb}^b \times \frac{i_c}{i_c + i_{c-1}} \quad (2)$$

式中, M_{ycb}^t 和 M_{ycb}^b 分别为本层柱上下端节点的弹性弯矩; $\sum M_{yb}^t$ 和 $\sum M_{yb}^b$ 分别为本层柱上下梁端屈服弯矩之和; i_c 、 i_{c+1} 和 i_{c-1} 分别为本层及相邻上、下层柱的线刚度。

因此得到 3 种出现塑性铰的情况,并采用不同的计算公式,如图 9 所示。

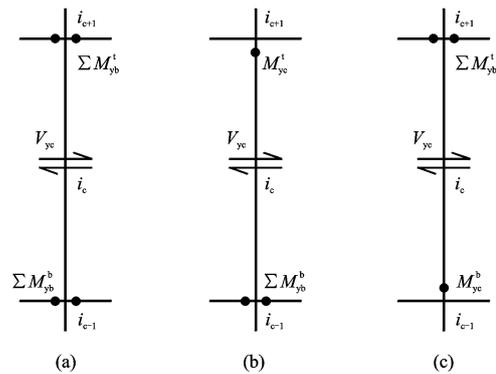


图 9 柱端弹性弯矩法

Fig. 9 Method of elastic bending moment at the column end

图 9(a)、(b)、(c)的计算公式分别为:

$$V_{yc} = \frac{M_{ycb}^t + M_{ycb}^b}{h} \quad (3)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{yc}^t + M_{ycb}^b}{h} \quad (4)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{ycb}^t + M_{yc}^b}{h} \quad (5)$$

式中, h 为柱的净高。

本文设计的两榀单层单跨框架试件的层间受剪承载力应按图 9(c)的情况进行计算,且 $i_{c+1} = 0$ 。

3.2 柱顶塑性铰法

基本原理:在地震作用下,如果塑性铰首先在梁端出现,则在地震作用继续增大时,柱端弯矩继续增长,直至节点上下某一柱端首先达到屈服弯矩,即首先出现塑性铰。因此采用此法时,在判定为弱梁型节点之后,尚需判定节点的某一柱端先屈服。

首先判定是否为弱梁型节点:

$$M_{yb}^t \times \frac{i_c}{i_c + i_{c+1}} < M_{yc}^t \quad (6)$$

或

$$M_{yb}^t \times \frac{i_{c+1}}{i_c + i_{c+1}} < M_{yc}^{b'} \quad (7)$$

式中, $M_{yc}^{b'}$ 为上层柱底截面的屈服弯矩。符合式(6)或式(7)的节点则为弱梁型节点。

在某层柱的上节点,如果有

$$M_{yc}^{b'} \times \frac{i_c}{i_{c+1}} < M_{yc}^t \quad (8)$$

则上层柱底先出现塑性铰,反之本层柱顶先出现塑性铰。

在某层柱的下节点,如果有

$$M_{yc}^t \times \frac{i_c}{i_{c-1}} < M_{yc}^b \quad (9)$$

式中, M_{yc}^b 为下层柱顶截面的屈服弯矩。

则下层柱顶先出现塑性铰,反之本层柱底先出现塑性铰。

因此得到 3 种出现塑性铰的情况,并采用不同的计算公式,如图 10 所示。

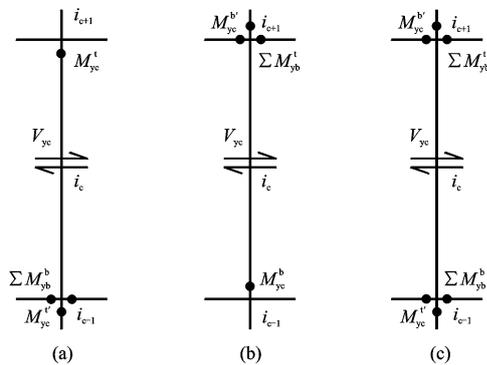


图 10 柱顶塑性铰法

Fig. 10 Method of plastic hinge at the column top

图 10(a)、(b)、(c)的计算公式分别为:

$$V_{yc} = \frac{M_{yc}^t + M_{yc}^{b'} \times i_c / i_{c-1}}{h} \quad (10)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{yc}^b + M_{yc}^{b'} \times i_c / i_{c+1}}{h} \quad (11)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{yc}^{b'} \times i_c / i_{c+1} + M_{yc}^t \times i_c / i_{c-1}}{h} \quad (12)$$

本文设计的两榀单层单跨框架试件的层间受剪承载力应按图 10(b)的情况进行计算,且 $i_{c+1} = 0$, 根据节点平衡原理, $M_{yc}^{b'} \times i_c / i_{c+1} = \sum M_{yb}^t$ 。

3.3 柱底塑性铰法

基本原理:梁端出现塑性铰之后,节点总是在相应的柱底出现塑性铰。

按照式(13)、式(14)近似计算梁端屈服时柱端弯矩。

本层柱顶:

$$M_{ycb}^t = \sum M_{yb}^t \times \frac{i_c}{i_c + i_{c+1}} \quad (13)$$

下层柱顶:

$$M_{ycb}^b = \sum M_{yb}^b \times \frac{i_{c-1}}{i_c + i_{c-1}} \quad (14)$$

因此得到 3 种出现塑性铰的情况,并采用不同的计算公式,如图 11 所示。

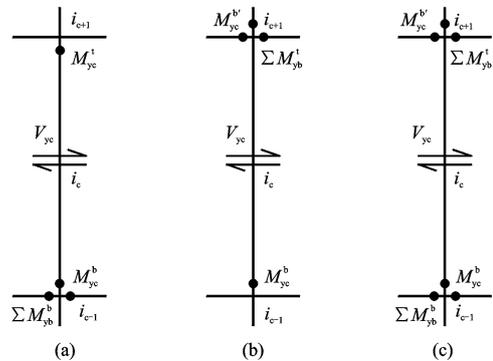


图 11 柱底塑性铰法

Fig. 11 Method of plastic hinge at the column bottom

图 11(a)、(b)、(c)的计算公式分别为:

$$V_{yc} = \frac{M_{yc}^t + M_{yc}^b}{h} \quad (15)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{ycb}^t + M_{yc}^b}{h} \quad (16)$$

$$V_{yc} = \frac{M_{ycb}^t + M_{yc}^{b'}}{h} \quad (17)$$

本文设计的两榀单层单跨框架试件的层间受剪承载力应按图 11(b)的情况进行计算,且 $i_{c+1} = 0$ 。

框架柱的受剪承载力确定之后,框架试件的层间受剪承载力可按下式计算:

$$V_y = \sum V_{yc} \quad (18)$$

由文献[5-6]可知,圆钢管再生混凝土柱正截面

抗弯承载力采用《钢-混凝土组合结构设计规程》^[8]进行设计计算,方钢管再生混凝土柱的正截面抗弯承载力采用《战时军港抢修早强型组合结构技术规程》^[9]计算并乘以 0.92 的折减系数或采用《钢管混凝土结构设计规程》^[10]计算并乘以 1.13 的扩大系数。

钢筋再生混凝土梁端实际的正截面抗弯承载力 M_{yb} 可按下式计算:

$$M_{yb} = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (19)$$

表 2 RACFST 试件层间受剪承载力计算值与试验值对比

Table 2 Interstory shear bearing capacity comparison between calculations and test values for RACFST specimens

编号	$\sum M_{yc} /$ (kN·mm)	$\sum M_{yb} /$ (kN·mm)	计算值 V_c / kN			试验值 V_t / kN	V_c / V_t
			柱端弹性弯矩法	柱顶塑性铰法	柱底塑性铰法		
KJ-1	57.61	14.46	169.57	169.57	169.57	165.38	1.03
KJ-2	61.03	11.36	170.34	170.34	170.34	182.39	0.93

计的节点属于弱梁型节点。RACFST 框架试件的层间受剪承载力试验值与计算值吻合较好,且由 3 种计算方法所得到的计算值一致,这是因为对于单层单跨框架,3 种计算方法均认为梁端产生塑性铰之后,柱端塑性铰均在柱底产生,而柱顶处于弹性工作状态。虽然 3 种方法的计算表达式并不一致,但计算实质相同。换言之,采用柱端弹性弯矩法、柱顶塑性铰法和柱底塑性铰法均可良好地计算出单层单跨 RACFST 框架的层间受剪承载力。

4 刚度计算

水平荷载作用下,RACFST 框架的初始弹性层间刚度的计算方法^[11]如下:

$$S = S' - \beta \left(\frac{k}{\pi} \right)^2 \frac{P}{h} \quad (20)$$

$$S' = \frac{\beta_c}{h^2} \quad (21)$$

$$\beta = \frac{12(r_1 r_2 + r_1 + r_2)}{r_1 r_2 + 4(r_1 + r_2) + 12} \quad (22)$$

$$r_1 = \frac{6(i_1 + i_2)}{i_c + i_{c1}} \quad (23)$$

$$r_2 = \frac{6(i_3 + i_4)}{i_c + i_{c2}} \quad (24)$$

$$\tan\left(\frac{\pi}{k}\right) = \frac{\frac{\pi}{k}(r_1 + r_2)}{\left(\frac{\pi}{k}\right)^2 - r_1 r_2} \quad (25)$$

式中, S 为轴力作用下柱的抗侧刚度; S' 为无轴力作用下柱的抗侧刚度; k 为考虑两端抗转约束的无支撑柱的计算长度系数,式(25)的方程解即为 k 的取值; P 为竖

式中, f_y 为钢筋的实测屈服强度; A_s 为纵向受拉钢筋的总截面面积; h_0 为截面的有效高度; a'_s 为纵向受压钢筋合力作用点至截面受压边缘的距离。

利用上述 3 种方法计算框架试件的层间受剪承载力计算值与试验值对比见表 2。

由表 2 可见,根据节点类型的判定准则,本文设

向荷载; h 为柱高; i_1 、 i_2 、 i_3 和 i_4 为相应的梁线刚度; i_c 、 i_{c1} 和 i_{c2} 为相应的柱线刚度; r_1 、 r_2 分别为 A 端、B 端约束力偶矩与柱线刚度的比值(图 12)。

对于本文设计的两榀单层单跨框架试件, $i_1 = i_3 = 0$ 或 $i_2 = i_4 = 0$,且 $i_{c1} = i_{c2} = 0$,由于框架试件底端固定,故 $r_2 = \infty$ 。

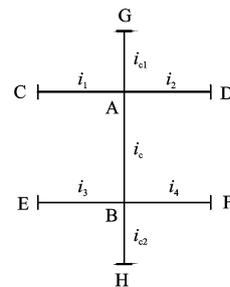


图 12 柱 AB 示意

Fig. 12 Sketch of column AB

圆形和方形框架柱的抗弯刚度 EI 可分别采用文献^[10]和文献^[12]进行计算。

(1)采用文献^[10]:

$$EI = E_s I_s + \alpha E_c I_c$$

式中, E_s 和 E_c 分别为钢管和混凝土的弹性模量; I_s 和 I_c 分别为两者的惯性矩;对于圆钢管混凝土和方钢管混凝土, α 分别为 0.8 和 0.6。

(2)采用文献^[12]:

$$EI = E_s I_s + 0.2 E_c I_c$$

框架梁的抗弯刚度采用《混凝土结构设计规范》^[13]进行计算。RACFST 柱的抗侧刚度确定之后,对底层各柱的抗侧刚度求和,即可得到

RACFST 框架试件的初始弹性层间刚度,见表 3。

表 3 RACFST 试件初始弹性层间刚度计算值与试验值

Table 3 Original-elastic interstory rigidity comparison between calculations and test values for RACFST specimens

编号	计算值 $S'_c /$ (kN · mm ⁻¹)	试验值 $S'_t /$ (kN · mm ⁻¹)	S'_c / S'_t
KJ-1	39.24	30.22	1.30
KJ-2	35.10	34.48	1.02

由表 3 可见,抗侧刚度计算值与试验值总体上吻合较好,可以采用上述方法进行 RACFST 框架初始弹性层间刚度的估算。需要说明的是,初始弹性层间刚度试验实测值取力控加载时第一级正负荷载的绝对值之和与相应变形的绝对值之和的比值,由于力控开始加载时,实测荷载与位移相对较小,容易对初始弹性层间刚度产生较大的影响,使得计算值与试验值偏离较大。

5 结 论

在低周反复荷载作用下,通过一榀圆和一榀方 RACFST 柱-钢筋再生混凝土梁框架试件强度与刚度的试验研究,得到以下结论:

(1) 试件 KJ-1 和 KJ-2 的破坏机制满足“强柱弱梁、强剪弱弯”的抗震设计要求,且滞回曲线基本对称,表现出较好的稳定性。

(2) 同级循环位移下试件 KJ-1 和 KJ-2 的强度衰减和刚度退化大致经历一个由多到少再到多的过程。各级循环位移下试件的刚度退化由快到慢。

(3) 建议采用柱端弹性弯矩法或柱顶塑性铰法或柱底塑性铰法用于单层单跨 RACFST 框架的层间受剪承载力的设计计算。

(4) 本文采用的方法可以用于 RACFST 框架初始弹性层间刚度的估算。

参考文献:

[1] 韩林海. 钢管混凝土结构—理论与实践(第 2 版)[M]. 北京:科学出版社,2007.
Han L H. Concrete-filled Steel Tubular Structure—Theory and Practice (2nd Edition)[M]. Beijing: Science Press, 2007.

[2] Yang Y F, Han L H, Zhu L T. Experimental per-

formance of recycled aggregate concrete-filled circular steel tubular columns subjected to cyclic flexural loadings[J]. Advance in Structural Engineering, 2009,12(2):183-194.

- [3] 吴波,张金锁,赵新宇. 薄壁方钢管再生混合柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(9):38-48.
Wu B, Zhang J S, Zhao X Y. Tests on seismic behavior of square thin-walled steel tubular columns filled with demolished concrete blocks[J]. Journal of Building Structures, 2012,33(9):38-48.
- [4] 黄一杰,肖建庄. 钢管再生混凝土柱抗震性能与损伤评价[J]. 同济大学学报(自然科学版),2013,41(3):330-335.
Huang Y J, Xiao J Zh. Seismic behavior and damage assessment of recycled aggregate concrete-filled steel tube columns[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2013,41(3):330-335.
- [5] 张向冈,陈宗平,薛建阳,等. 钢管再生混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报,2014,47(9):45-56.
Zhang X G, Chen Z P, Xue J Y, et al. Experimental study on seismic behavior of recycled aggregate concrete filled steel tube columns[J]. China Civil Engineering Journal, 2014,47(9):45-56.
- [6] 张向冈,陈宗平,薛建阳,等. 方钢管再生混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2014,35(9):11-19.
Zhang X G, Chen Z P, Xue J Y, et al. Experimental study on seismic behavior of recycled aggregate concrete filled square steel tube columns[J]. Journal of Building Structures, 2014,35(9):11-19.
- [7] 魏 琏,李德虎. 钢筋砼框架层屈服抗剪强度的计算方法[J]. 建筑结构,1987,17(6):1-6.
Wei L, Li D H. Calculation method of yielding shear strength for reinforced concrete frame layer[J]. Building Structure, 1987,17(6):1-6.
- [8] DL/T 5085-1999, 钢-混凝土组合结构设计规程[S].
- [9] GJB 4142-2000, 战时军港抢修早强型组合结构技术规程[S].
- [10] DBJ 13-51-2003, 钢管混凝土结构技术规程[S].
- [11] 梁启智,梁平. 框架柱的侧移刚度[J]. 华南理工大学学报(自然科学版),1995,23(1):91-99.
Liang Q Zh, Liang P. Lateral stiffnesses of columns in frame[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science), 1995,23(1):91-99.
- [12] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures[S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1997.
- [13] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S].